

УДК 693.5 : 624.012.44

Л.Н.ШУТЕНКО, В.И.ТОРКАТЮК, доктора техн. наук, Н.М.ЗОЛотоВА,
О.М.ВИНОГРАДСКАЯ, РАДВАН ОСАМА, Ю.В.БЕЛАШ, Е.В.КЛОЧКО,
С.А.СТЕПАНЕНКО, И.А.ЖЕЛЕЗНЯКОВА

Харьковская национальная академия городского хозяйства

В.Т.КУЛИК, А.П.ДЕНИСЕНКО

АОЗТ „Спецстроймонтаж”, г.Харьков

С.В.БУТНИК, канд. техн. наук

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И ТЕХНИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ СОКРАЩЕНИЯ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИЗ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Рассматриваются факторы и мероприятия, обеспечивающие сокращение продолжительности возведения монолитных зданий и сооружений и их элементов в условиях неопределенности исходных данных, позволяющих осуществлять проектирование интенсивного возведения монолитных железобетонных конструкций на основе установления связей между организационно-технологическими и экономическими показателями строительства монолитных и сборно-монолитных зданий и сооружений.

Актуальность данной работы обусловлена тем, что в последнее время в силу ряда социально-политических, организационно-экономических и технолого-технических причин для возведения зданий и сооружений все более широкое использование находит монолитный бетон.

Основные приоритеты повышения эффективности использования монолитного бетона и железобетона определены в следующих направлениях: совершенствование архитектурно-планировочных и конструктивных решений при новом строительстве и реконструкции зданий; разработка и внедрение передовых технологий, обеспечивающих интенсификацию выполнения трудоемких процессов.

Технико-экономические показатели возведения различных типов зданий свидетельствуют, что как в малоэтажном, так и в высотном строительстве достаточно эффективно возведение монолитных и сборно-монолитных жилых домов. Метод монолитного домостроения уже получил весьма широкое распространение в ряде стран, в том числе Франции, Англии, Швеции, Словакии и др. Соотношение зданий из сборного и монолитного железобетона составляет соответственно: Франция – 14 и 86%,

Англия – 32 и 68%, Швеция – 27 и 73%, Словакия – 18 и 82%, США – 37 и 63%.

Опыт возведения монолитных зданий и их элементов [1, 2] подтверждает их высокий уровень в решении градостроительных задач, характеризуется возможностью обеспечения нормативных эксплуатационных характеристик зданий. По сравнению с панельными домами в монолитных отсутствуют стыки наружных стен, звукоизоляционные и теплотехнические характеристики ограждающих конструкций соответствуют нормативным требованиям.

При строительстве жилых зданий с использованием монолитного железобетона возводят, как правило, фундаменты, ядра и диафрагмы жесткости, колонны и перекрытия, реже стены и только в отдельных случаях стены и перекрытия. Таким образом, наиболее распространенной системой, применяемой при строительстве малоэтажных и многоэтажных жилых домов, является безригельный каркас, который наиболее соответствует внедряемым открытым архитектурно-строительным решениям.

В ряде исследований [3, 4], выполненных в области изучения тенденций развития монолитного железобетона, доказано, что при современном уровне технологий переход на монолитное домостроение позволит значительно повысить эффективность капитального строительства.

Характерным обоснованием такого предположения является работа [5], в которой показано, что по сравнению с традиционными методами строительства монолитное домостроение позволяет сэкономить в расчете на условный объем строительства 100 тыс. м² жилья в тыс. тонн: арматурной стали (в натуральном исчислении) – 1,2; цемента, приведенного к марке 400 – 1,7; топливно-энергетических ресурсов (единиц условного топлива) – 1,7.

Одним из важных направлений совершенствования технологии строительного производства является разработка и внедрение технических решений, обеспечивающих сокращение продолжительности выполнения наиболее трудоемких работ при возведении монолитных зданий и сооружений и их элементов, улучшение использования машин, механизмов и оснастки.

Проблемам сокращения продолжительности возведения сборных зданий и сооружений посвящено значительное количество работ [6-8], тогда как в монолитном домостроении их явно недостаточно [9, 10], что предопределило необходимость и актуальность данной работы.

В связи с этим целью настоящей работы является исследование и разработка научно обоснованных рекомендаций по поиску резервов и решений, обеспечивающих сокращение сроков возведения объектов из

монолитного железобетона, что должно обеспечить эффективность инвестиционных процессов в строительной отрасли.

Процесс формирования организационно-технологических решений, обеспечивающих сокращение продолжительности создания строительного объекта, можно описать нелинейной векторной моделью [11]:

$$\frac{dS}{dt} = F[S(t), u(t)] + \delta(t), \quad (1)$$

где $S(t)$ – n -мерный вектор состояния инвестиционного процесса; $u(t)$ – m -мерный вектор управления; $\delta(t)$ – l -мерный вектор случайных возмущений, определяемый как совокупность действующих на рассматриваемом этапе групп факторов – процедурно-управленческих, организационно-исполнительских, проектно-строительных, организационно-технологических, общеплощадочных, совмещенности периодов строительства, производства строительно-монтажных работ, природно-климатических, т.е.

$$\delta = \sum_{i=1}^{l_1=20} \delta_i^{n1,2,3} + \sum_{i=21}^{l_2=30} \delta_i^{p1,2} + \sum_{i=31}^{l_3=51} \delta_i^{c1,2,3}. \quad (2)$$

Идеальное состояние инвестиционного процесса, характеризующее максимальное сокращение его продолжительности, выражается через S' . Однако реальное состояние процесса (конечное, промежуточное) будет иметь определенные отклонения $\delta(t)$ и описывается как $N = \varphi(S') + q$ и, следовательно, $S(t)$ и $N(t)$ являются случайными процессами, поскольку формируются случайными процессами $\delta(t)$, $q(t)$ и случайной величиной δ_0 .

Оценка состояния инвестиционного процесса производится решением дифференциального уравнения (рис.1). Слагаемые этого уравнения $F(S', u)$ характеризуют инвестиционный процесс как идеальный (по концепции), а остальные его слагаемые учитывают изменения процесса. Здесь в качестве вынужденного фактора выступает отклонение выхода $N(t)$ от его прогноза по модели $N'(t) = \varphi[S'(t)]$.

Для приведения инвестиционного процесса в необходимое состояние целесообразно использовать матричный коэффициент $\Phi(t)$, который непосредственно зависит от свойств случайных возмущений. При этом $\Phi(t)$ возрастает при преобладании ошибок модели и убывает, если начинают увеличиваться ошибки реальной оценки состояния

инвестиционного процесса [12].

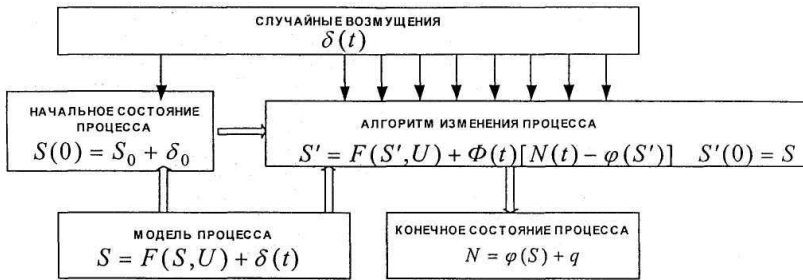


Рис.1 – Порядок восстановления состояния инвестиционного процесса

Состояние $S(t)$ можно определить по параметрам δ_0 , $\delta(t)$ через распределения вероятностей $P(S, t)$. Однако на начальных этапах инвестиционного процесса (например, на этапе технико-экономического обоснования) оценка его состояния для последующих этапов является прогнозом и его неопределенность со временем возрастает и иллюстрируется расширением плотности распределения (рис.2, а).

Поэтому на каждом последующем этапе инвестиционного процесса, например, проектирования t_{np} , подготовки объекта t_{no} , строительства t_{cm} оценку состояния $S'(t)$ эффективно производить по распределению $P(S/N)$, так как текущее состояние $S(t)$ известно и степень неопределенности будет убывать, т.е. плотности распределения будут суживаться (рис.2, б).

В качестве критерия оценки состояния инвестиционного процесса могут использоваться минимум среднего значения квадрата отклонения $S'(t)$ от истинного состояния $S(t)$ или минимум функции правдоподобия. В первом случае оценкой состояния является среднее значение условного распределения

$$\frac{P[S(t)/N]}{S'(t)} = \bar{S}(t) = h[S(t)/N], \quad (3)$$

где h – оператор математического ожидания.

Во втором случае оценкой состояния инвестиционного процесса будет величина пика условного распределения:

$$\frac{P[S(t)/N]}{S'(t)} = S_M(t). \quad (4)$$

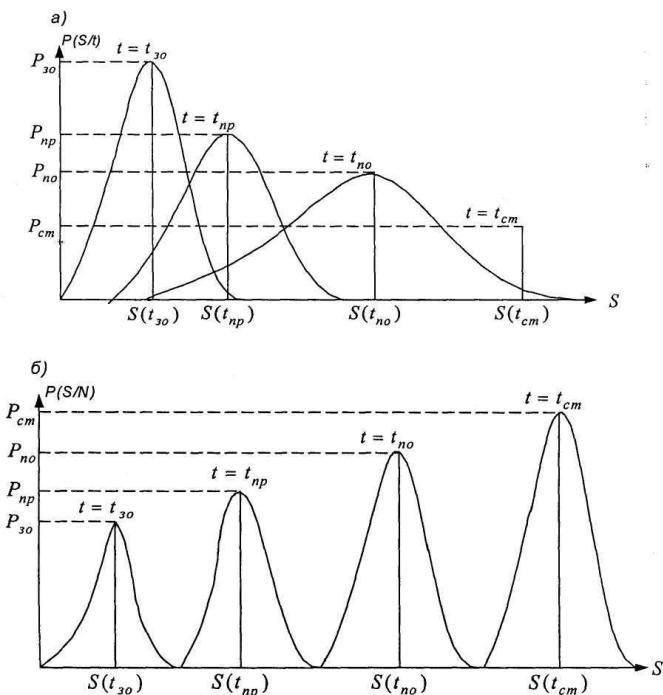


Рис.2 – Характер распределения вероятностей состояния инвестиционного процесса:
а – без накопления информации; б – с накоплением информации.

Обобщающая структурная модель ускоренного создания объектов основана на учете взаимосвязанных и взаимодополняющих составляющих сокращения продолжительности инвестиционного процесса:

- сокращение продолжительности за счет исключения ряда элементов, перераспределения функций, установления лагов опережения отдельных этапов и их максимального совмещения во времени;
- сокращение продолжительности за счет эффективных и комплексных организационно-технологических решений, охватывающих все стадии возведения объектов – подготовительный период, период совмещения подготовительных и основных строительно-монтажных работ, основной период строительства.

В период возведения объектов из монолитного бетона сокращение возведения может быть достигнуто за счет многих организационно-технологических и технических решений [13].

Однако, как показала практика монолитного строительства [14, 15], наиболее существенное влияние на сокращение возведения объек-

та оказывает правильный расчет и конструирование опалубки, а также температурные режимы и процессы, происходящие в бетонной смеси во время ее укладки в опалубку и твердения.

В сооружениях из монолитного бетона или железобетона с вертикальной опалубкой вследствие квазигидростатического воздействия бетонной смеси из-за особенностей ее укладки и уплотнения, а также весьма незначительного внутреннего угла трения твердеющего бетона возникают значительные нагрузки, которые называются боковым давлением бетона. Для применения современных средств комплексной механизации и увеличения интенсивности бетонирования для оптимизации организационно-технологических решений по формированию качества зданий и сооружений, возводимых из монолитного бетона и железобетона, необходимы точные значения нагрузок, действующих на элементы опалубки.

Однако в настоящее время эта проблема решена не полностью, что не дает возможности достичь такого уровня качества, которого требует современное строительство. Рассмотрению факторов и установлению закономерностей, оказывающих влияние на формирование качества монолитных зданий и сооружений, а также определению основных направлений его совершенствования и посвящена настоящая работа.

Определение оптимальных параметров даст возможность более эффективно возводить монолитные здания и сооружения, получить экономию металла, древесины и цемента. Для решения этой проблемы рассмотрим существующие взаимосвязи между факторами, оказывающими влияние на величину давления бетона на опалубку.

Одним из факторов, оказывающих существенное влияние на качество монолитных конструкций, является виброуплотнение.

При виброуплотнении внутренний угол трения свежееукладываемого бетона снижается до нуля и возникает известное выявленное в опытах квазигидростатическое состояние. Возникающая при этом кривая давления определяется непосредственно из активной высоты бетонирования и удельного веса бетона. Глубина и интенсивность вибрирования определяет устанавливаемое максимальное давление опалубки.

В процессе выдерживания, придания жесткости и схватывания (застывания, твердения) бетон, в зависимости от времени бетонирования и консистенции, теряет свойство полужидкого состояния. Возрастающий внутренний угол трения, несмотря на увеличивающуюся высоту бетонирования, ведет ко все меньшему увеличению прироста опалубочного давления, пока оно не достигнет максимального значе-

ния. Вид и величина максимального давления на опалубку зависит от скорости бетонирования и процесса твердения бетонной смеси с учетом имеющихся внешних условий. Возникающее объемное расширение ведет к непрерывному снижению давления на опалубку.

Наряду с этими факторами, которые вытекают из соединения свойств свежего бетона и технологии бетонирования и могут быть обозначены как первичные факторы, можно определить и внешние условия как вторичные влияния. Положение и плотность армирования, а также геометрия поперечного сечения бетонируемых конструкций не оказывают существенного влияния на гидростатическое состояние свежееуложенного в опалубку бетона. Благодаря упругости и эластичности анкеров, вследствие податливости и прогибов опалубки, возникает перераспределение опалубочного давления, которое оказывает наиболее существенное воздействие на опалубку большой жесткости.

Множество отдельных факторов, оказывающих влияние на качество зданий и сооружений из монолитного бетона и железобетона, носящих комплексный характер, можно объединить в группы, которые влияют на объемный вес бетона, замедляют или ускоряют процесс твердения и схватывания, изменяют внутренний угол трения бетона и обуславливают геометрические и конструктивные параметры в поперечном сечении опалубки.

Под влиянием рассмотренных выше отдельных факторов, а также факторов, изложенных в работах [16, 17], при опытах с постоянной скоростью бетонирования можно получить типичное распределение опалубочного давления по высоте стены бетонируемой конструкции (рис.3).

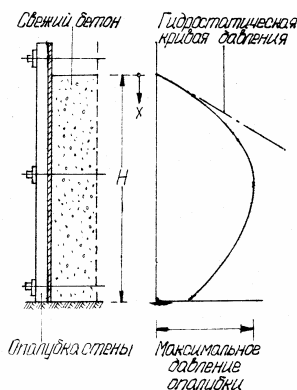


Рис.3 – Типичное распределение давления по высоте стены опалубки

Используя теорию бокового давления свежеразрыхленного грунта на боковую поверхность рассматриваемого сооружения, пренебрегая эффектом силоса (трения о боковую поверхность) и движением стенок опалубки, величину бокового давления P_S на расчетной опалубке x под поверхностью бетонирования можно определить из выражения:

$$P_S = \gamma_B x k(\lambda), \quad (5)$$

где γ_B – объемный вес свежесушеного бетона ($\gamma_B \approx 2,4 \text{ т/м}^3$); $k(\lambda)$ – переходной коэффициент от давления свежеразрыхленного грунта к давлению на стенки опалубки бетона:

$$k(\lambda) = \frac{Ph}{Pv} = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6)$$

Здесь Ph – горизонтальное давление; Pv – вертикальное давление; φ – внутренний угол трения.

Величина φ отличается от этого значения при расчете давления грунта тем, что при расчете давления бетона она изменяется в зависимости от времени бетонирования t_{δ}

$$t_{\delta} = x / v, \quad (7)$$

где v – скорость бетонирования конструктивных элементов.

В противоположность к подтвержденному измерениями опалубочного давления по ходу кривой уравнение (7) показывает, что одинаковое опалубочное давление устанавливается всегда на различной глубине ниже уровня свежего бетона только тогда, когда достигается постоянная величина времени бетонирования t_{δ} . Эти отклонения, особенно в опалубке ниже максимума, определяются из влияний, которые могут относиться к движениям и деформированиям опалубки, а также эффективной разгрузке благодаря изменению объема застывающего бетона. Совпадение может повториться, если ввести корректировочную скорость бетонирования v^* . Для опалубок, имеющих параметры, соответствующие фактической нагрузке, скорость бетонирования определяется из выражения $v^* = \sqrt[3]{v}$.

Из вышеизложенного следует, что

$$t_{\delta}^* = \frac{x}{v^*} = \frac{x}{\sqrt[3]{v}}. \quad (8)$$

Геометрическая интерпретация кривой, отражающей значение фактора $k(\lambda)$, может характеризоваться как функция твердения и ап-

проксимироваться уравнением

$$k(\lambda) = K_0 e^{-A(t^*)^n}. \quad (9)$$

В процессе уплотнения свежесуложенного бетона $\varphi = 0$ и $K_0 = 1$.

Важным фактором, влияющим на качество конструкций монолитного бетона, оказывают температура, состав бетонной смеси и свойства цемента, которые учитываются выражением

$$A = a(1 + 0,1 T), \quad (10)$$

где T – температура свежесуложенного бетона в опалубку; a – коэффициент, зависящий от вида цемента (портландцемент марки 250 – $a = 0,035$; марки 350 – $a = 0,025$, цемент на доменных шлаках $a = 0,045$ и т.д.).

Температурный фактор оказывает наиболее существенное влияние на качество бетонных и железобетонных изделий. Использование теплого бетона с температурой свыше $+30^\circ\text{C}$ ограничивается почти исключительно изготовлением сборных элементов на стационарных заводах. На строительных площадках обычно используют в зимнем строительстве бетон, подогретый до максимальной температуры 30°C . При этом нельзя не заметить преимущества теплого бетона, особенно в комплексе с паропрогревом теплого бетона, в монолитном бетонном строительстве.

Сжатые директивные сроки строительства и применение высококачественных систем и механизмов опалубки требуют сокращения сроков распалубки, что зависит от особенностей быстрого твердения теплого бетона с исключительно пассивным твердением в зимний период.

Для преодоления трудностей в монолитном бетонном строительстве, которых можно ожидать при использовании теплого бетона, необходимо рассмотреть особенности монолитного бетона при транспортировке, подаче и укладке.

Одной из наибольших проблем при применении теплого бетона является малая продолжительность схватывания, которая занимает весь период времени от изготовления бетона до завершения укладки бетона и до промежуточной ступени (например, подачи по трубопроводу). По данным отечественного [18] и зарубежного [19] монолитного домостроения, продолжительность переработки (использования) теплого бетона ограничивается следующими значениями:

- для мягкого смешивания бетона при 45°C 40 минут;
- для мягкого смешивания бетона при 60°C 30 минут;
- для жесткого смешивания бетона при 45°C 25 минут.

Такое короткое время объясняется преждевременным застыванием бетона, вызванным ускоренным более высокой температурой гелеобразованием и повышенным испарением воды. Для использования теплого бетона в качестве товарного его транспортирования по бетонопроводу были выбраны следующие предусмотренные данные:

- минимальная длительность переработки – 90 минут;
- предел переработки – 1,25 (V_2);
- максимальная температура бетона +50 °С.

Из различных возможностей по улучшению переработки (использования) и удлинению продолжительности переработки в лабораторных исследованиях были использованы добавка пластификаторов (BV-LPV средство) и ингибитор (вещество, замедляющее застывание – VZ средство), а также последующее перемешивание при различных температурах. Для этого сразу после изготовления перемешанного с паром теплого бетона 75 л готовой бетонной смеси укладывались в тележку, в то время как другие 75 л дополнительно перемешивались в бетоносмесителе, работающем по принципу свободного падения смеси. При этом число оборотов передвижного смесителя должно уравниваться. Благодаря тщательной герметизации и дополнительному нагреванию снижение температуры можно задержать. Измерение температуры бетона и степени переработки следовало интервалами в 20 мин.

Из более 50 опытов [20] в качестве оптимального решения выявилась добавка ингибиторов (веществ, замедляющих застывание) в различной концентрации, исходя из температуры бетона и желаемой продолжительности переработки как с последующим перемешиванием, так и без него. При температуре бетона +50 °С прошло более 120 мин до достижения границы переработки бетона, подаваемого бетононасосом (литого бетона). После этого процесса замедления наступает ускоренное затвердевание, так что преимущество перемешивания исчезает самое позднее через 8-12 ч. С помощью опытного образца твердения в бетоне марки В-300 через 6 ч смогли измерить прочность $0,5R_{28}$. Отрицательное влияние добавки ингибиторов и последующего перемешивания на конечную прочность не было зафиксировано.

Чтобы проверить результаты лабораторных исследований в условиях строительной площадки, были проведены ходовые испытания с транспортными средствами по перевозке бетона (VDS и AMG) [20]. При транспортных расстояниях до 12 км время возможного использования бетона составляло до 140 мин. После этого времени (140 мин.) бетон еще оставался жидким и мог подаваться автобетононасосом.

Температура бетона после изготовления в паросмесителе составляла $+50^{\circ}\text{C}$. При температуре окружающей среды $+8^{\circ}\text{C}$ в конце переработки в строительном элементе была зафиксирована температура $+39^{\circ}\text{C}$. Степень сжатия ухудшилась с 1,10 до 1,22. Сложность очистки бетонопровода не превышала обычной трудоемкости зачистки при нормальном бетоне. При перерывах более 30 мин. трудоемкость очистки элементов бетононасоса значительно увеличивается.

Наряду с развитием технологии использования теплого бетона потери температуры сказываются на эффективности транспортирования, передачи, подачи и укладки. Известные из литературных источников низкие потери во время транспортировки бетона смогли подтвердиться в вышеназванных лабораторных испытаниях [20]. Напротив, было измерено высокое снижение температуры при загрузке, обусловленное выравниванием температуры между нагретым бетоном и переохлажденной автомобильной ванной. Здесь благодаря предварительному нагреванию ванны, короткому периоду обращения или дополнительной теплоизоляции можно снизить температурные потери.

Тепло, возникающее при трении в период перемешивания в транспортном средстве и при подаче по трубопроводу, дает незначительное остывание. Поскольку при температуре окружающей среды ниже 0°C необязательно предварительно нагревать трубопроводы, первый укладываемый бетон будет на $2-3^{\circ}\text{C}$ холоднее. Целесообразно начинать бетонирование на местах, защищенных от дальнейшего охлаждения (середина строительного элемента) или при распалубке незначительно напряженных мест конструктивных элементов (например, нулевые точки момента в перекрытиях и балках).

Весь процесс охлаждения при переработке бетона математически поддается учету, причем следует все же учитывать множество факторов влияния. Так как эти факторы влияния в своем большинстве могут оцениваться только частично и сравнительно высок расход времени на расчеты, было разработано графическое решение. По 7 самым важным факторам влияния – температура бетона после смешивания (1), масса транспортируемого бетона (2), масса автомобильной ванны (3), температура окружающей среды (4), время переработки (начало смешивания до конца укладки) (5), составляющие части (доля, процент, содержание, компонент, фаза) (6), установка опалубки и арматуры (7) – можно с помощью специальных номограмм достаточно быстро установить температуру бетона после укладки в опалубку и последующей температурой выравнивания с опалубкой и арматурой. Также необходимо учитывать особые случаи (например, стальная опалубка, смежные строительные элементы и т.д.). Полученные таким путем значения только минимально отклоняются от рас-

считываемых и измеренных в опытах. Для практического применения прежде всего важно, чтобы для определенной требуемой температуры укладки в известных условиях можно было установить относящуюся сюда температуру бетона при смешивании. Этим можно одновременно решить экономическую проблему, так как температура бетона должна быть выбрана рациональной, чтобы ограничить расход энергии и связанное с увеличивающейся температурой бетона уменьшение конечной прочности.

Второй комплекс исследований посвящен вопросам твердения теплого бетона в условиях строительной площадки. Прежде всего были определены основные факторы, оказывающие влияние на нарастание прочности теплого бетона. Такими факторами являются: температура свежеприготовленного бетона, состав бетона, форма и величина строительного элемента, температура окружающей среды, форма опалубки.

Необходимо теоретически объяснить, подтвердить исследованиями и обосновать математически эти факторы так, чтобы стало возможным целенаправленное управление нарастанием прочности. Принципиальное объяснение этих взаимодействий необходимо по следующим причинам.

Мощность монолитного бетонного строительства повышается в дальнейшем благодаря механизации и интенсификации. Тем самым одновременно растет противоречие между требуемым временем твердения и экономическим использованием основных фондов. Перерывы, вызываемые длительным временем твердения, в течение которых не обеспечивается достаточно высокая нагрузка и производительность применяемых мощностей, препятствуют осуществлению непрерывного строительного производства. Вытекающая из этого необходимость применения методов быстрого твердения в монолитном бетонном строительстве должна в большей степени соответствовать времени затвердения бетона исходя из особенностей технологического режима возведения объекта, чем достижению максимально высоких ранних прочностей.

До настоящего времени продолжительность твердения бетона на строительной площадке является ведущим фактором планирования процесса возведения монолитных зданий и сооружений, что позволило использовать прогрессивные принципы организации производства, например, поточного возведения объектов.

Теоретические и обширные исследования в лабораториях, на строительных площадках показали, что управление нарастанием прочности бетона на строительной площадке возможно благодаря применению теплого бетона, смешанного с паром.

Метод "смешивание с паром" делает возможным производство теплого и горячего свежего бетона до $t=70\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Управление нарастанием прочности осуществляется обеспечением необходимой температуры свежего бетона и соблюдением ряда влияющих факторов, к особо важным из которых можно отнести водоцементное соотношение и температурную характеристику.

На температурную характеристику главным образом влияют следующие факторы:

- температура свежеприготовленного бетона;
- сорт, количество, качество цемента;
- теплоизоляция опалубки;
- конструкция строительного элемента и ее габариты;
- температура окружающей среды;
- скорость ветра.

Графическое изображение зрелости и прочности свежееуложенного бетона показано на рис.4, где изображена взаимосвязь в зависимости от значения вода-цемент и сорта цемента.

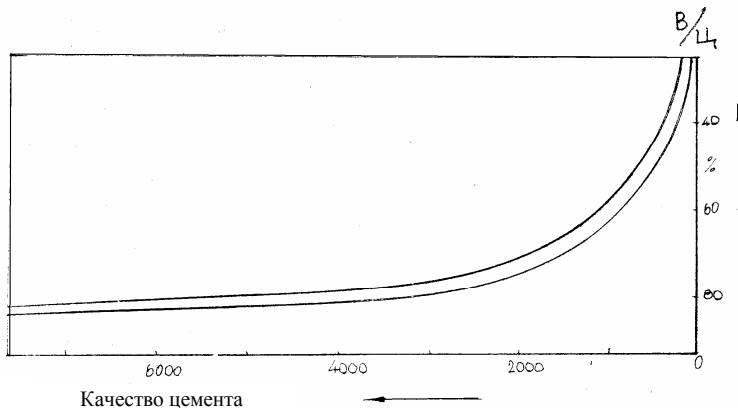


Рис.4 – Графическое изображение

Большое количество сравнительных опытов с нормальным бетоном показали удовлетворительное соответствие с рис.4, взаимосвязь зрелость-прочность для температуры свежеприготовленного бетона находится между 10 и 50 $^{\circ}\text{C}$.

Достигнутое влияние на нарастание прочности бетона возможно вследствие управления режимом температур в твердеющем элементе и при учете так называемых факторов влияния. Чтобы точнее определить единичное влияние факторов на нарастание прочности теплого

бетона, были проведены опыты. Полученные результаты можно показать на некоторых типичных примерах. На рис.5 показано влияние температуры свежеприготовленного бетона на нарастание прочности. Четко видна прочность, сильно увеличивающаяся с ростом температуры свежеприготовленного бетона, которая ведет к снижению достигнутой в течение 28 дней прочности (рис.6). Следующая серия опытов подтвердила, что со снижением значения вода-цемент сильно увеличивается ранняя прочность теплого бетона, причем закономерное снижение 28-дневной прочности становится меньше.

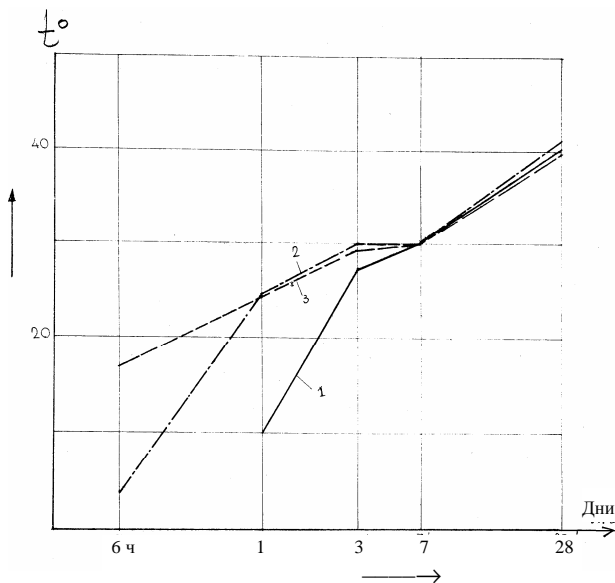


Рис. 5 – Влияние температуры свежеприготовленного бетона на нарастание прочности при толщине 20 см:
1, 2, 3 – номера экспериментов.

С увеличением толщины строительного элемента и площади тепловой поток уменьшается, что приводит к высоким температурам твердения и к представленным на рис.7 более высоким прочностям.

В опытах, представленных на рис.5, 6 варьируется величина влияния температуры, на рис.6 дополнительно к толщине элемента учитывалось водоцементное отношение свежеприготовленного бетона. В условиях затвердевания на строительной площадке постоянно взаимодействуют многие факторы влияния. Четкое отделение одиночных влияний едва ли возможно.

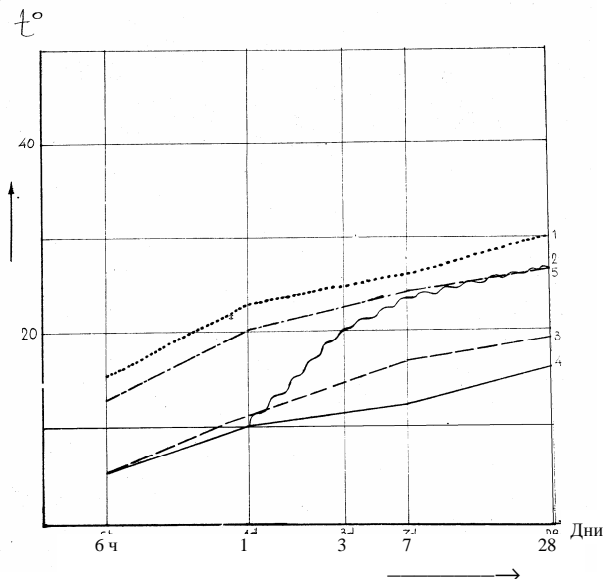


Рис.6 – Влияние температуры свежеприготовленного бетона на нарастание прочности при толщине 45 см:
1, 2, 3, 4, 5 – номера экспериментов.

Решение проблемы снижения напряжения на опалубку позволяет показать на рис.4 взаимосвязь между температурой и нарастанием прочности (закон Зауля). Данные на рис.4 являются предпосылкой целенаправленного применения следующих математических взаимосвязей:

$$T_B(t) = T_{BE} + Q(t) \cdot \frac{Z}{C_{\delta} R_{\delta}} - A \int_0^t (T_{BE} - T_U) dt, b^{\circ}C, \quad (11)$$

где $T_B(t)$ – температура бетона в момент времени t , $^{\circ}C$; T_{BE} – температура бетона, доставленного на строительную площадку, $^{\circ}C$; Z – расход цемента, $кг/м^3$; C_{δ} – специфическое тепло в бетоне, $кДж/кг$; R_{δ} – объемный вес, $кг/м^3$; T_U – температура окружающей среды, $^{\circ}C$; $Q(t)$ – тепловыделение цемента в момент t , $кДж/кг$; A – скорость охлаждения.

Скорость охлаждения A в зависимости от фактора площади, теплоизоляции и скорости ветра определяется по формуле

$$A = \frac{\frac{F}{V}}{\frac{1}{\alpha_1} + \sum \frac{d_i}{\lambda_i}}, \quad (12)$$

где α_1 – коэффициент теплопередачи; d – толщина изоляционного слоя; λ_i – коэффициент теплопроводности; $R_i = d_i / \lambda_i$ – коэффициент теплоизоляции опалубки; $Q = F/V$ – модуль поверхности, 1/м; F – площадь поверхности бетона, м²; V – объем бетона, м³.

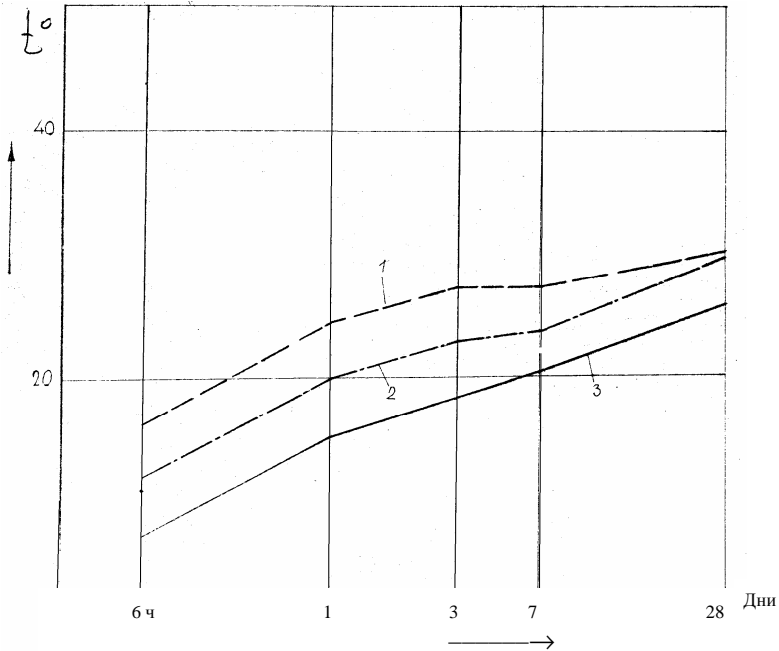


Рис.7 – Влияние температуры свежеприготовленного бетона на нарастание прочности в зависимости от площади забетонированного элемента:
1, 2, 3 – номера экспериментов.

Согласно [21-23], α_1 с достаточной для практических целей точностью можно определить по формуле

$$\alpha_1 = 5,0 + 3,45 V, \quad (13)$$

где V – скорость ветра, м/с.

Рассматривая эти сложные аналитические зависимости, нетрудно понять, что расчет изменения температуры "вручную" требует значительного расхода времени и средств. Факторы с их обоюдными зависимостями учитывались с помощью ЭВМ, используя дорогие вычислительные программы, при этом новые факторы, возникающие в условиях строительной площадки, требовали дополнительных расчетов и изменений в программах.

Учитывая, что применение монолитного железобетона постоянно увеличивается, необходима разработка простых и в то же время достаточно точных инструментов. Такой инструмент был найден в виде номограмм.

С достаточной для практических целей точностью параметры прочности, зависящие от водоцементного отношения и температуры свежеприготовленного бетона, могут быть определены с помощью номограмм (рис.8, 9), которые прошли апробацию в реальных производственных условиях и показали вполне достаточную точность для решения практических задач. Приведенные номограммы дали возможность непосредственно в производственных условиях определять сложные математические взаимосвязи между температурными характеристиками и нарастанием прочности монолитных бетонных конструкций.

Следующим основным, влияющим на качество монолитного домостроения фактором является процесс вибрирования.

Благодаря показателю степени $n=2$ в формуле (8) можно определить область влияния внутреннего вибрирования до глубины $x \approx 0,80$ м. С учетом этого формулу (8) можно переписать в виде

$$k(\lambda) = 2,4xe^{-a(1+0,1T)(x/\sqrt[3]{v})^2}. \quad (14)$$

Подставив в формулу (4), получим

$$P_S = 2,4xe^{-a(1-0,1T)(x/\sqrt[3]{v})^2}. \quad (15)$$

Геометрическая интерпретация значения $k(\lambda)$ для различных температур показана на рис.10.

Для нормально твердеющего цемента ($a=0,035$) значение P_S будет равно

$$P_S = \gamma_b xe^{-0,035(1+0,1T)(x/\sqrt[3]{v})^2}. \quad (16)$$

Для значения температуры $T=20^\circ\text{C}$ уравнение (16) примет вид

$$P_S = \gamma_b xe^{-0,105(x/\sqrt[3]{v})^2}. \quad (17)$$

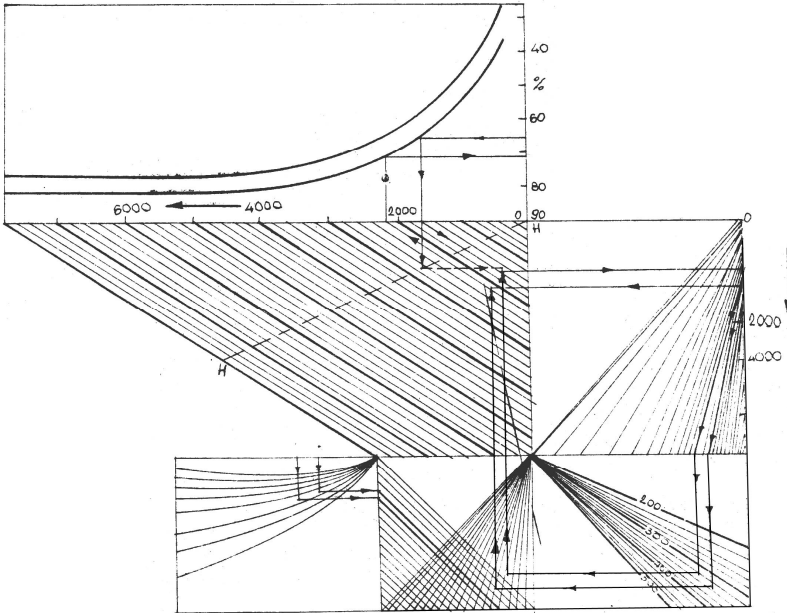


Рис.8 – Номограмма для нахождения прочностных параметров в зависимости от водоцементного отношения

Анализ уравнения (16) с учетом его графического отображения, приведенного на рис.11, показывает, что оно пригодно как для упругой, так и эластичной опалубок. Названный e -функцией асимптотический ход кривой не оказывает также существенного воздействия на высокие опалубки.

Максимум давления свежеприготовленного бетона находим путем дифференцирования функции

$$P_{S \max} = 5,45 \frac{\sqrt[3]{v}}{\sqrt{1+0,1T}}. \quad (18)$$

Максимум при

$$x_{\max} = \frac{\sqrt[3]{v}}{0,264\sqrt{1+0,1T}}. \quad (19)$$

Максимальные опалубочные давления в зависимости от скорости бетонирования представлены для различных температур на рис.12.

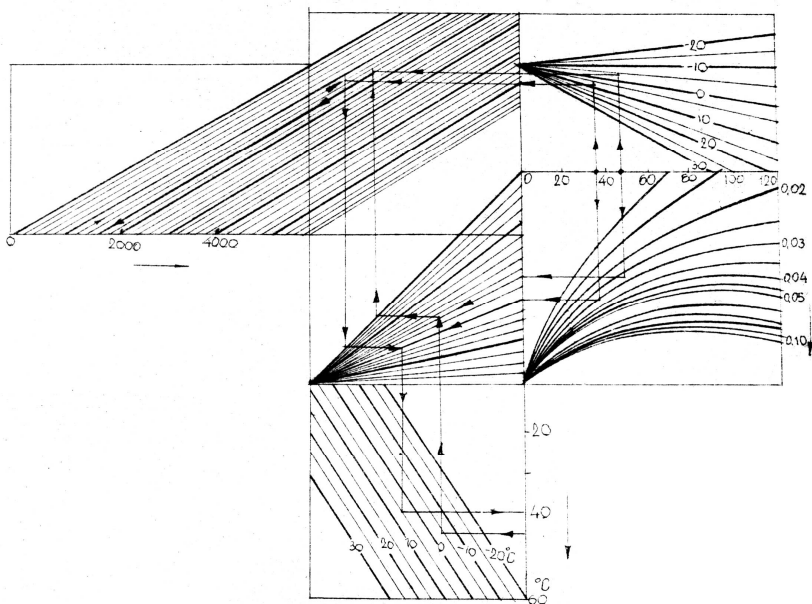


Рис.9 – Схема номографических зависимостей для нахождения прочностных параметров в зависимости от температуры укладываемого бетона

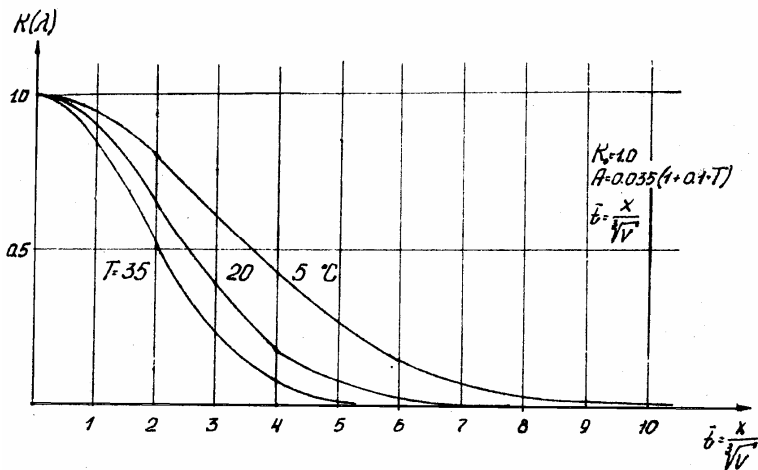


Рис.10 – Геометрическая интерпретация значения $k(\lambda)$ для различных температур свежееукладываемого бетона

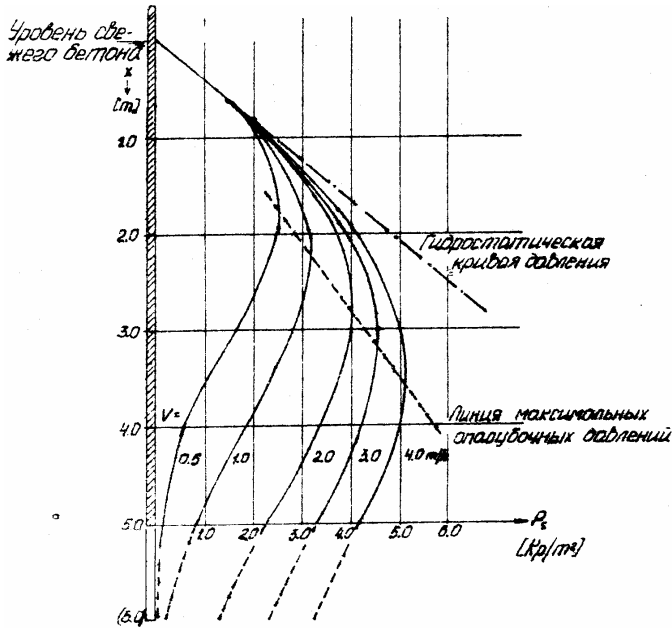


Рис.11 – Нахождение максимума для различных кривых опалубочного давления

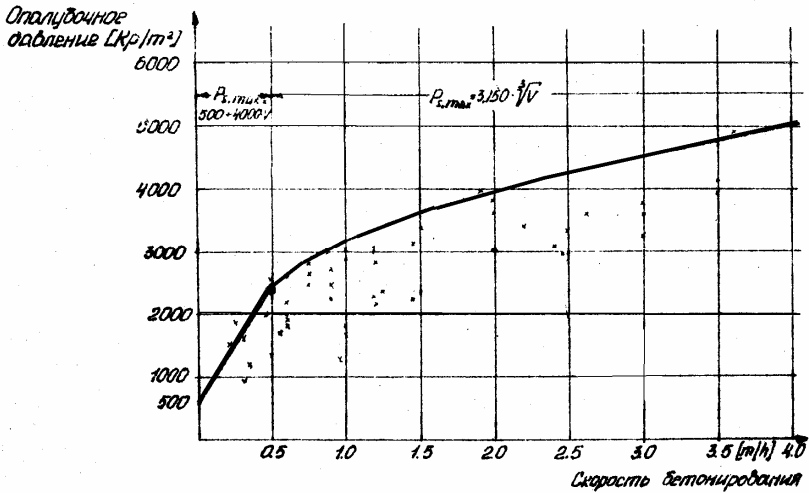


Рис.12 – Зависимость опалубочного давления от скорости бетонирования

Для $T=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ находим:

$$P_{S\max} = 3,15\sqrt[3]{V} \quad (20)$$

и

$$x_{\max} = 2,19\sqrt[3]{V}. \quad (21)$$

Положение максимума для различных кривых опалубочного давления дано на рис.11.

Выполненные исследования дают возможность сделать следующие выводы и предложения.

При определении максимального опалубочного давления $P_{S\max}$ в основу положим уравнение (20). При этом особый интерес представляет область $V < 0,5\text{ м}^3/\text{м}^2$, так как здесь возникают самые большие воздействия при неопределенности нахождения фактической скорости бетонирования.

Исходя из этого, по критерию надежности определяется минимальная нагрузка $0,5\text{ МПа}/\text{м}^2$. Но тем самым область $V = 0 \dots 0,5\text{ м}^3/\text{м}^2$ не может больше использоваться в уравнении (20) и заменяется прямой. Для всех скоростей бетонирования $V > 0,5\text{ м}^3/\text{м}^2$ применяется уравнение (20).

Для максимального опалубочного давления возникают отношения:

$$P_{S\max} = 0,50 + 4,00V \quad \text{при } V < 0,5\text{ м}^3/\text{м}^2; \quad (22)$$

$$P_{S\max} = 3,15\sqrt[3]{V} \quad \text{при } V \geq 0,5\text{ м}^3/\text{м}^2. \quad (23)$$

На рис.13 представлены аналитические зависимости (20) и (22) и полученные по результатам испытаний, а также из [20] показывают, что самые высокие значения для максимального опалубочного давления в расчете на $T=20\text{ }^{\circ}\text{C}$, степень обработки V_3 , составляет содержание цемента $250\text{--}350\text{ кг}/\text{м}^3$. Очень низкие значения должны сводиться к тому, что положенные в основу уравнений (18) и (23) неблагоприятные предпосылки постоянной скорости бетонирования, плотной и непроницаемой опалубки, упругой конструкции опалубки и неучитываемой гидратации в массивных конструкциях неполностью соответствуют фактическим условиям. Полученные в уравнениях (20) и (23) значения представляют, таким образом, самые высокие опалубочные давления для соответствующей температуры и состава бетона.

Влияние температуры на максимальное опалубочное давление учитывается через фактор коррекции. Этот фактор вытекает из уравнения (20)

$$K_T = \frac{1,13}{\sqrt{1+0,1T}} \quad (24)$$

и опалубочное давление

$$P_{S \max} = K_T \cdot P_{S \max}(20^\circ \text{C}). \quad (25)$$

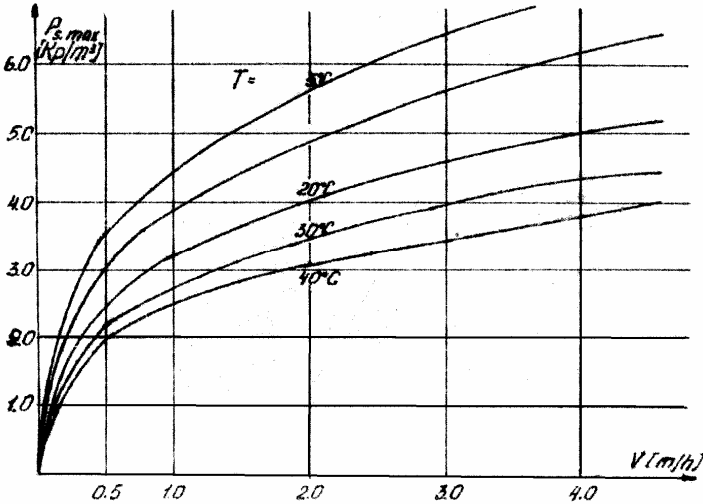


Рис.13 – Зависимость максимального опалубочного давления от скорости бетонирования и температуры укладываемого бетона в опалубку

На рис.14 представлено графически уравнение (24) и его сравнение с измеренными величинами, как отношение к максимальному опалубочному давлению при $T=20^\circ \text{C}$. Очевидно, что более низкие температуры имеют значительное влияние и при разработке проектов опалубки в условиях строительства при низких температурах, поэтому определению устанавливаемой температуры свежего бетона необходимо уделять особое внимание.

Влияние быстротвердеющих цемента и химически активных добавок [24] для изменения кривой хода твердения учитывается характеристикой температуры свежего бетона, которая соответствует измененному ходу кривой твердения по сравнению с нормальным затвердеванием.

Консистенция учитывается через коэффициент размножения нейтронов к экспоненте e -функции по уравнению (25) и через поправочный коэффициент аналогично уравнению (24). Положение кривой это-

го коэффициента K_T представлено на рис.14.

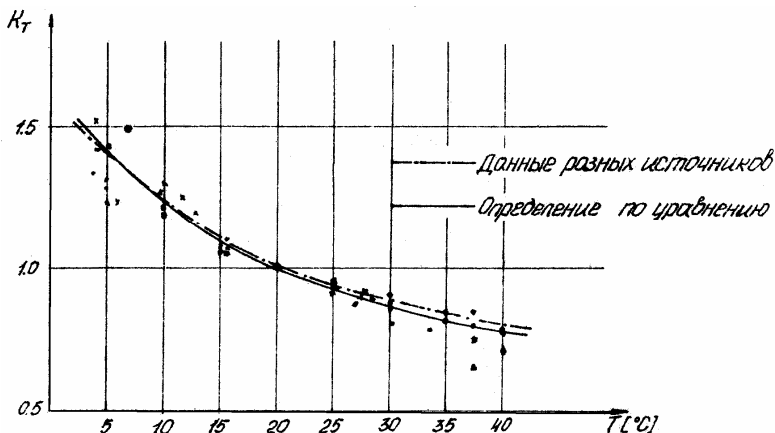


Рис.14 – Согласованность значения коэффициента коррекции K_T , найденного по представленной аналитической зависимости с данными информационных источников

Представленные на рис.11 кривые опалубочных давлений по высоте стены не соответствуют реальности как проектные нагрузки и заменяются упрощенной кривой (линией диаграммы) по рис.15. Положение максимального опалубочного давления определяется из уравнения

$$h_m = \frac{P_{S \max}}{\gamma_b} = 1,31 \sqrt[3]{V}. \quad (26)$$

Нагрузка у основания опалубки $P_{S,F}$ определяется из условия, что определяемая по рис.15 площадь нагрузки по высоте шпунтовой стенки имеет одинаковое содержание как суммирующая кривая по уравнению (17).

Отсюда следует

$$P_{S,F} = \left[1 - \frac{2H - 6,55h_m(1 - 0,85e^{-0,105(\frac{H}{\sqrt[3]{V}})^2})}{H - h_m} \right] P_{S \max}. \quad (27)$$

Для более эффективного использования уравнения (27) определяется высота шпунтовой стенки, где не проявляется опалубочное давление $P_{S,F}$, за 5 часов бетонирования и геометрических отношений ме-

жду $P_{S \max}$ и $P_{S,F}$ при пропорциональном уменьшении опалубочного давления оно может даваться упрощенно в виде

$$P_{S,F} = \left(1 - \frac{H - h_m}{5V - 1}\right) P_{S \max} \quad (28)$$

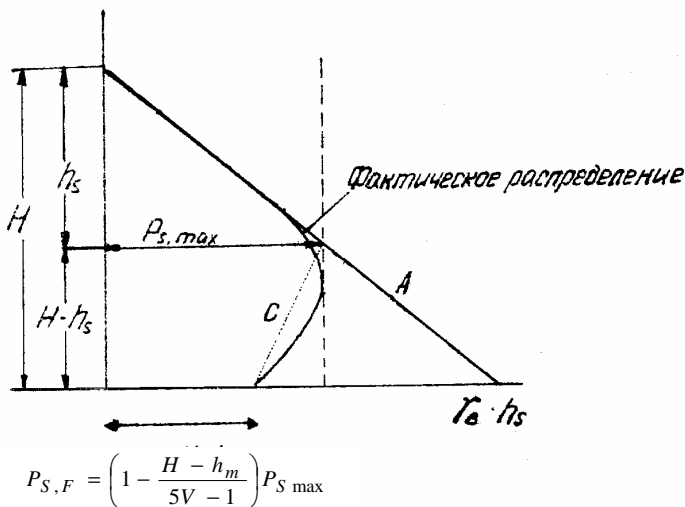


Рис.15 – Реальные значения опалубочного давления по высоте, которые отличаются от теоретических (см. рис.1)

Распределение опалубочного давления для различных скоростей бетонирования v представлено на рис.16.

Горизонтальная линия при соответствующей высоте стены дает правильную картину нагрузки.

Для незначительной высоты стены рекомендуется для упрощения расчетов в условиях строительной площадки принимать линии А и В или только В по рис.15.

В результате выполненных расчетов можно сделать вывод, что использование этих расчетно-графических зависимостей будет способствовать повышению уровня обоснованности и объективного прогноза, альтернативных и приоритетных направлений долгосрочного формирования организационно-технологических решений по выполнению бетонных работ, которые находятся на критическом пути возведения монолитных зданий и сооружений и их элементов, с привлечением минимально необходимого объема выходной информации,

связанной с долго-, средне- и краткосрочным прогнозом проектирования и выполнения работ по возведению объектов из монолитного железобетона; снижением непродуктивной траты времени управленцев и проектировщиков благодаря простоте, непротиворечивости и оперативности предложенных расчетных и графических зависимостей; возможности создания банка данных типов и видов опалубки и физико-химический состав бетона, возможности проектного процесса и мониторинга организационно-технического процесса возведения объектов из монолитного бетона и контролирование протекания инвестиционного процесса в строительной отрасли, а также снижения рисков в инвестиционной деятельности на современном этапе трансформации экономики Украины к рыночным отношениям.

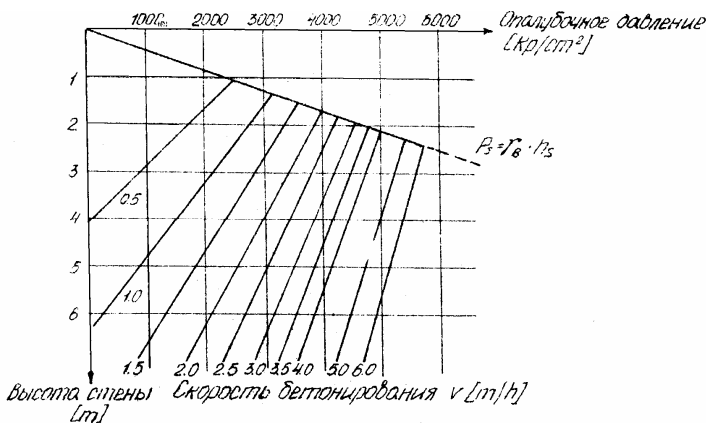


Рис. 16 – Распределение давления для различных скоростей давления

Дальнейшие прогнозные направления исследований в этой области – формирование факторного пространства и построение моделей, в которых будут увязаны организационно-технологические и технические параметры возведения монолитных объектов и финансово-экономические аспекты инвестиционной деятельности в строительной отрасли.

1.Котляр Н.И. Перспективы интенсификации бетонных работ в технологии монолитного домостроения // Науковий вісник будівництва. Вип.27. – Харків: ХТУБА ХОТБ АБУ, 2004. – С.140-147.

2.Торкатюк В.И., Котляр Н.И., Жван В.Д. Новое в технологии бетонирования монолитных железобетонных плит основания многоэтажных каркасных зданий // Информационный листок №1241-78. Серия 4а. "Строительство и строительная индустрия" УкрЦНИИТИ Госплана УССР. – Харьков, 1978. – 4 с.

3.Дроздов П.Ф., Сенин Н.И., Кияшко В.Ю. Новая конструкция монолитных мно-

гоэтажных зданий // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С.10-11.

4.Должнин Е.А. Перспективы применения монолитного бетона и железобетона // Бетон и железобетон. – 1985. – №12. – С.4-5.

5.Евдокимов Н.И., Альтшуллер Е.М. Тенденции развития монолитного бетона и принципы выбора опалубочных систем // Промышленное и гражданское строительство. – 1997. – №5. – С.38-41.

6.Торкатюк В.И., Соколовский С.Н., Покрасенко Л.Н. Строительство многоэтажных каркасных зданий. – М.: Стройиздат, 1989. – 368 с.

7.Торкатюк В.И., Шорко Т.Н. Оптимизация высотного строительства. – Харьков: Прапор, 1984. – 56 с.

8.Torkatjuk W.I. Haupttrichtung und Wege der Entwicklung mehrgeschossiger Skelettbauten in der UdSSR. – Bauplanung–Bautechnik. 1976. № 8, s. 385-386 und 393.

9.Бетонные и железобетонные работы / К.И.Башлай, В.Я.Гендин, Н.И.Евдокимов и др.; Под ред. В.Д.Топчия. – М.: Стройиздат, 1987. – 320 с.

10.Петерсон Ю.Н. Материал будущего // Архитектура и строительство России. – 1996. – № 9-10. – С.18-24.

11.Олейнин П.П. Организация строительства: концептуальные основы; модели и методы, информационно-инженерные системы. – М.: Профиздат, 2001. – 408 с.

12.Діактовський І.Б., Волобасєв Б.А. Інвестування у наукові дослідження та розробки // Будівництво України. – 1995. – №1. – С.36-38.

13.Досковичный Ю.А. Монолитный бетон и железобетон в строительстве Москвы // Бетон и железобетон. – 1988. – № 4. – С. 4-7.

14.Справочник по бетонам и растворам / Чехов А.П., Сергеев А.М., Дибров Г.Д. – 2-е изд. перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1979. – 256 с.

15.Интенсификация твердения бетона / В.В.Чистяков, Ю.М.Дорошенко, И.Г.Гранковский. – К.: Будівельник, 1988. – 118 с.

16.А.С. [СССР] № 1624106 Кл. Е 04 G 21/06 / Вакуум-щит. В.И.Швиденко, Н.И.Котляр, Латиф Хассан. Б.И. № 4, 1991.

17.А.С. [СССР] №1701863 Кл. Е 04 G 11/20. Подвижная опалубка. Абдул Латиф Хасан, В.И.Швиденко, Н.И.Котляр, Б.Ф.Терехов. Б.И. №48, 1991.

18.Бадеян Г.В., Григорян В.Н. Технология возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций. – Ереван: Анастан, 1990. – 342 с.

19.Kauser D. Technologie der industriellen Betonproduktion // Verlaq für Bauvessen. Berlin. Band 2. 1972. – S.256.

20.Frischbetondruck auf lotrechte und geneigte Schalungskonstruktionen. Verfahren zur rechnerischen Ermittlung. FBO 025, VEB BMK Ost, Oktober 1966. –116 s.

21.А.С. [СССР] №1525126 Кл. С 04 И 22/00. Способ приготовления бетонной смеси. Б.Ф.Терехов, Н.И.Котляр, Хасан Бассам. Б.И. № 44, 1989.

22.Совалев Н.Г., Топчий В.Д. Опалубочные работы. – М.: Стройиздат, 1971. – 192 с.

23.Семагин А.Т. Обеспечение монолитности бетонных сооружений при их возведении за счет стабилизации организационно-технологических приемов: Автореф. дисс. канд. техн. наук. 05.23.08. – М., 1977. – 17 с.

24.Рагинов В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. – М.: Стройиздат, 1989. – 188 с.

Получено 11.10.2004